

Prima di passare ad un «sunto» delle caratteristiche fisico-chimiche tale da consentire di trarre alcuni indirizzi progettuali e di vedere quindi quando ed in quali casi ci si debbano attendere «problemi» per le nostre strutture. Conviene ricordare rapidamente alcune proprietà fisiche dei cls. non sempre chiaramente comprese dal progettista strutturale e da chi ha l'incarico della conservazione nel tempo (e quindi di solito anche della manutenzione) della struttura. Infatti, si può dire che tutte le caratteristiche di un conglomerato si evolvono nel tempo ed avere almeno un'idea delle loro corrette variazioni può essere utile per poter trarre delle indicazioni sullo stato della struttura (quando e se si comporta in modo «strano» è evidentemente meglio approfondire l'indagine!).

Si riportano quindi nel seguito alcuni diagrammi utili per dare al lettore una indicazione qualitativa-quantitativa dei fenomeni.

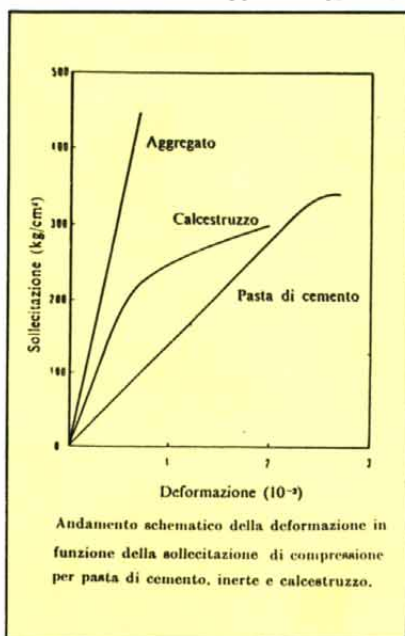
Dapprima si riporta una variazione del modulo elastico (Feldman e Sereda 1978) in funzione dell'umidità relativa. Si noti che le curve di andata e di ritorno **non** coincidono e che in pratica si danno dei valori distinti per cls. seccato e rimasto ad UR <80% e per cls. «che è stato» bagnato.

Si ha quindi qui un primo

esempio di quei «fattori ereditari» che rendono tanto difficile la previsione del comportamento reale di una struttura in c.a.

Ancora rispetto al mitico (e in realtà inesistente!) «modulo d'elasticità» si vede la figura (tratta da M. Collepardi, Hoepli Editore «Scienza e tecnologia del Calcestruzzo», libro che non può non far parte della biblioteca di chi si occupa di questi problemi!) in cui sono riportati i diagrammi sforzi-deformazioni di pasta di cemento, aggregato, conglomerato.

Si osserverà facilmente che dal 50% in su la curva del conglomerato è ben lontana dal-



l'andamento rettilineo mentre i due costituenti hanno un bel-

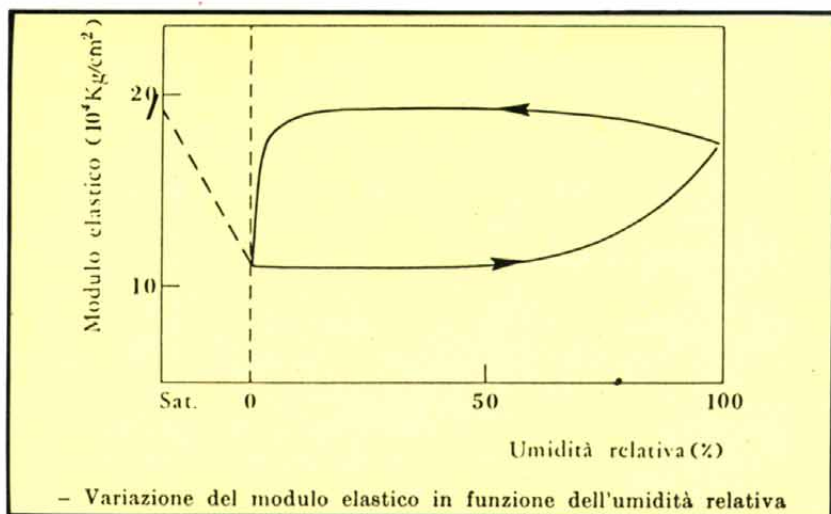
l'andamento elastico (lineare) fino quasi a rottura. Questo evidenzia il fatto che sono, in realtà, i problemi di interfaccia inerte-pasta di cemento a limitare le resistenze ed a definire il comportamento meccanico dei conglomerati.

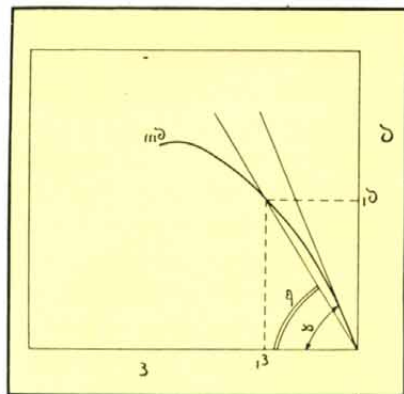
Sarebbe utile (ma fuori dallo scopo dei presenti articoli) riportare al riguardo ad esempio i risultati teorico-sperimentali trovati da Biolzi e Tognon che mostrano cosa succede se si **migliora** semplicemente l'interfaccia inerte-cemento (le resistenze del conglomerato quasi raddoppiano!). È proprio sui problemi di interfaccia che agiscono tutte le cosiddette «tecnologie» evolutive del cls. e su cui agisce (in negativo per ora!) la carbonatazione delle paste di cemento.

Ovviamente è la resistenza a trazione del materiale la più sensibile al problema «interfaccia». Si ricordi che a 90° rispetto alla sollecitazione principale di compressione è, per la fase elastica prima che «muoia» la **congruenza, sempre presente** una sollecitazione di trazione!

Come ultimo punto occorre ricordare le differenze tra il cosiddetto «modulo elastico statico» che si misura direttamente attraverso il rilevamento di deformazioni provocate da carichi di assai breve durata e quello (modulo elastico dinamico) che si misura attraverso la verifica della velocità di propagazione delle piccole perturbazioni nel conglomerato e dalla definizione delle frequenze di risonanza (e quindi **anche** tramite la misura delle velocità del suono nel mezzo!).

Sulla prima definizione (modulo elastico statico) ci sono diverse ambiguità; si dovrebbe valutare una tangente alle curve nell'origine (e quindi dovrebbe essere prossimo o coincidere con il modulo dinamico) in realtà si misura la deformazione che si ot-



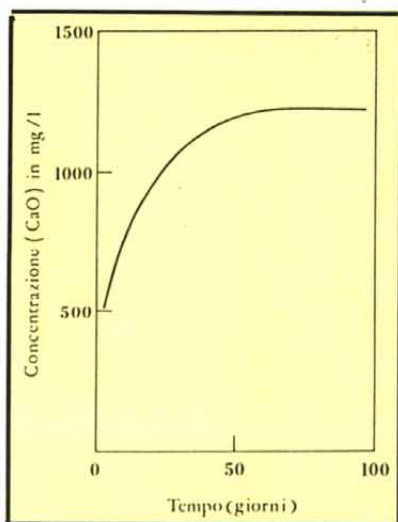


tiene scendendo da una frazione (1/3 circa) del carico di rottura a zero o ad un carico molto minore (ci si muove secondo β e non su α !)

Le valutazioni di modulo dinamico e delle sue variazioni sono in ogni caso (con buona

«sviluppo e giovinezza» che precede tutti i fenomeni di degrado.

In questo periodo **non** vale



guata attrezzatura e dopo una esperienza dell'operatore!) il metodo più affidabile per individuare l'evolversi di fessurazioni o di degrado delle strutture. Quindi metodi tipo «ultrasuoni» o «corde vibranti» (queste ultime sono però difficili da usare e pongono gravissimi problemi in temperatura! (40-60° C) per il rilascio delle «colle».

Da ultimo, chiuso l'argomento «modulo elastico» occorre ricordare che come tutti gli esseri viventi anche i conglomerati hanno un periodo di

quanto si dirà più avanti, anzi si creano quantità di calce sempre crescente (la calce è un po' l'ormone della giovinezza dei conglomerati cementizi!) e questo annulla o maschera il lento svolgersi delle reazioni di invecchiamento. Le spiegazioni di quanto sopra possono trovarsi rileggendo le relazioni stechiometriche riportate. Si riporta un diagramma tipo che mostra (per il C₂S, uno dei principali componenti della pasta cementizia) come prima di almeno due mesi non sia ragionevole l'effettuare misure di car-

bonatazione o di degrado.

Precedentemente si è cercato innanzitutto di spiegare il meccanismo del degrado strutturale dei c.a. facendo riferimento sempre alle strutture più diffuse, quelle in cui non sono presenti fin dall'inizio delle coazioni importanti. Per le strutture precomprese (o meglio per le zone compresse delle strutture precomprese!) le cose vanno decisamente meglio perché la coazione impressa compatta per solito efficacemente il cls e riduce il rischio della fessurazione.

Si hanno così, in sostanza, delle permeabilità **più basse** (di un ordine di grandezza) e si ha quindi un più lento propagarsi della carbonatazione ed una più lenta penetrazione degli elementi aggressivi. Al riguardo si verifichi il diverso degrado che si può osservare tra i ponti in c.a.p. e quelli in c.a.v. e il diverso stato di conservazione che si può notare nei ponti che utilizzano travi precomprese tra le travi e i traversi (se non post-compressi!) e l'impalcato.

Come esempio dimostrativo si riportano alcune foto e si suggerisce di fare un giro «d'istruzione» alla periferia di Milano. È comunque utile far riferimento anche alle statistiche di manutenzione di ponti riportati dai tecnici della Soc. Autostrade nel convegno di Udine dell'85.

Per il problema della corrosione del trefolo nel precompresso bisogna sempre ricordare il malefico «triangolino» che indica le possibilità di un attacco da idrogeno **anche** in un ambiente basico!

Anche trascurando questo fenomeno (che pure ha dato diversi problemi a vari prefabbricatori negli ultimi tempi) rimane il fatto che le zone di «presa di precompressione» (testata e fine guaine) sono di solito assai critiche: per ovvie ragioni tecnologiche, il cls. è di qualità



assai modesta e sono presenti forti azioni di trazione che fanno «fessurare il cls.» (a tempo zero o quando il ritiro idraulico ed il ritiro di carbonatazione aggiungono le loro coazioni alla

trazione), conseguentemente alla diffusione della precompressione.

La zona di testata degli elementi precompressi è quindi di solito, **più** soggetta al degrado di quanto

non sia per i corrispondenti elementi in c.a.v. mentre per la sezione corrente, come già detto la situazione si inverte.

Il fenomeno è noto da tempo e questo impone per le strutture che utilizzino elementi in c.a.p., traversi che inglobano le testate delle travi precomprese, gli allargamenti in testata o grandi zone d'appoggio che non si giustificerebbero con il semplice calcolo «a resistenza».

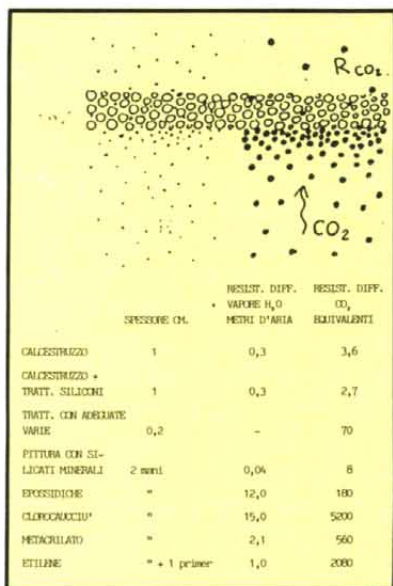
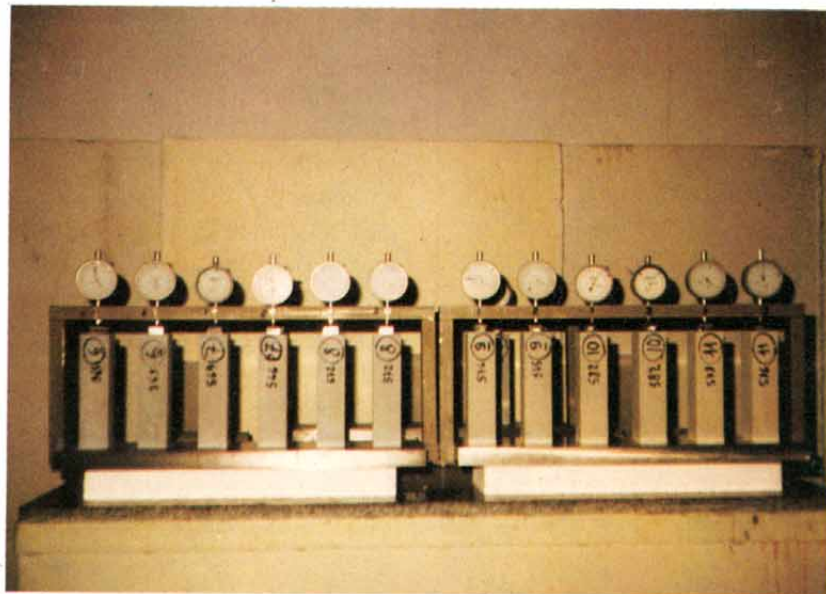
In pratica, anche con testate protette (con le varie resine ecc.) sarebbe utile riportare l'appoggio nelle zone in cui sia sostanzialmente cessata la diffusione della precompressione (20-25 diametri di trefolo).

La tendenza attuale di alcuni progettisti strutturali, assecondati da produttori che non si rendono conto delle conseguenze della cosa, di utilizzare diametri sempre maggiori di trefolo in spessori sempre minori è già stata causa di molti clamorosi insuccessi ed è causa di gravi problemi di manutenzione strutturale.

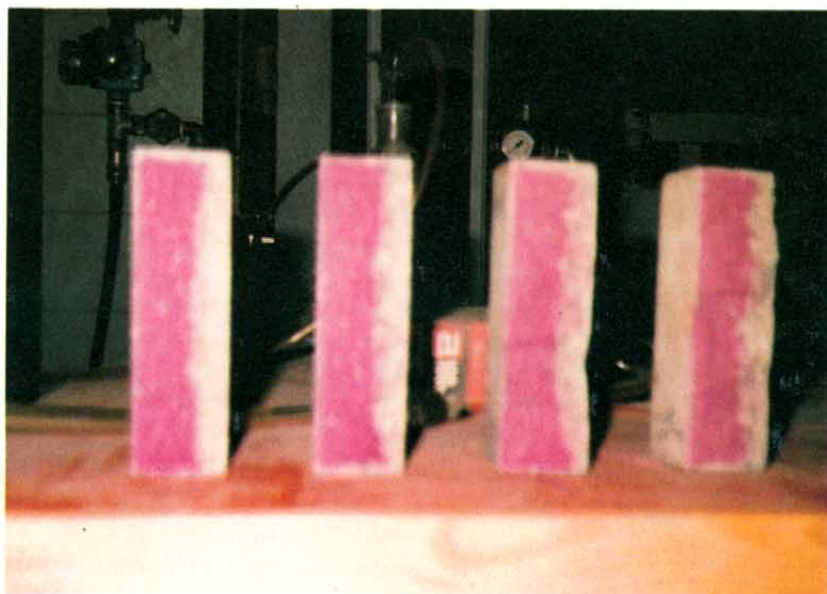
La soluzione «vernice» **sembra** (vedi anche la figura allegata) assai attraente ma si ricordi che **non** possono essere usate vernici fragili (e di solito le epossidiche sono di questo tipo) perché l'effetto di una modesta crepa è notevole (si veda al riguardo lo studio di Macorig e Magnaghi presentata al convegno AITEC sulla durabilità dei cls.). (1987).

Occorre infine ricordare che il fenomeno di cui si tratta **può** essere anche direzionale (si veda la foto allegata tratta da uno studio di Cantoni-Finzi sull'argomento) se direzionale è il flusso preferenziale di CO_2 (interno → esterno di una casa d'abitazione, per esempio) e comporta, come già detto, una notevole variazione dimensionale con incurvamenti! (vedi foto).

Chiaramente una carbonatazione differenziale comporta variazione dimensionale dell'e-



lemento **non** equilibrata e che quindi tende a deformare «a vela» o «a banana» gli elementi (si veda al riguardo il classico caso dei pannelli portanti in cls. di facciata!) Fatte tutte le considerazioni suggerite, utili a comprendere il fenomeno ma per necessità espositiva piuttosto vaghe, conviene ora porsi un problema limitato, da ingegnere, e cioè di cercare di dare dei numeri di riferimento, di indicare qualche fonte concreta (perché non venga il dubbio di per sé lecito del «ma chi l'ha detto... sono esagerazioni polemiche»), di indicare come si possono reperire altri dati e dare qualche esempio di dimen-



sionamento.

Si cercherà infine di dare qualche indicazione sulla protezione preventiva delle opere e sulle (purtroppo scarse!) possibilità di intervento a degrado strutturale avviato.

Per limitare il campo si ricorda che non si è voluto di proposito trattare:

1) il problema della corrosione elettrolitica delle armature in presenza di cloro (vedi al riguardo anche l'articolo di M. Masson, pubblicazioni SIKA Francia);

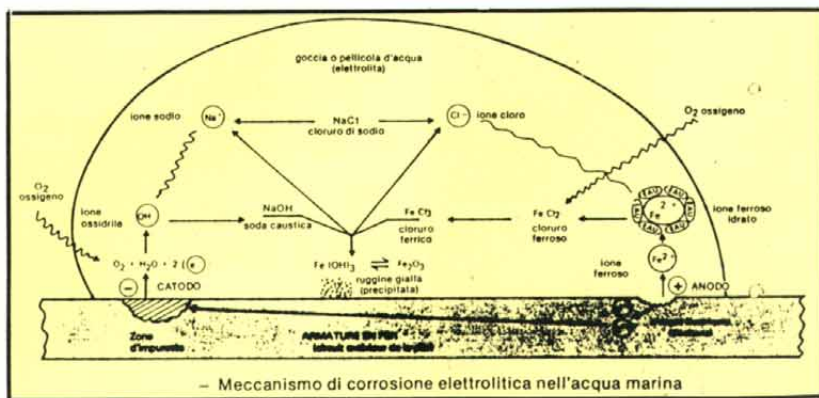
2) non si è voluto trattare (per ora almeno) l'attacco del SO_x perché, come notorio, (vedi anche al riguardo il bell'articolo di Knöfel e Böttger «On the behaviour of cement-bound building materials in an SO₂ enriched atmosphere» Betonwerke 2/1985) le dimensioni delle molecole di SO₂ sono tali per cui il fronte di diffusione della solfonatazione segue quello di carbonatazione anche in atmosfere molto ricche di SO₂ (atmosfere quindi fortemente inquinate da scarichi industriali);

3) non sono trattati infine i de-gradati per azione dell'acqua pura, dei vari agenti aggressivi (acque selenitose etc.) e del gelo.

Si riportano però «per cultura» gli schemi di attacco da cloro e di degrado generale del cls (tratti da Masson) e un esempio di attacco di SO₂ alla superficie di una malta non protetta.

Facendo quindi riferimento al solo fenomeno della carbonatazione (che, però, come già visto può essere sempre preso come riferimento per i successivi fenomeni di corrosione ferro e solfonatazione cls!) si può ricordare che la profondità di carbonatazione prima dell'attacco delle armature è data dalla semplice legge:

$$y = \sqrt{\frac{2 D \cdot C_1 \cdot t}{C_2}}$$



ove

y = profondità in mm.

t = tempo in anni

— D dipende dalla permeabilità del CO₂ del cls (mm²/anno).

— C₁ dal contenuto di CO₂ dell'ambiente (per atmosfere non inquinate ~ 0,6 gr/m³) per atmosfere in tunnel autostradale si sale fino a 3 gr/m³ ed oltre).

— C₂ è la quantità di CO₂ necessaria per carbonatare 1 m³ di cls (da 10.000 a 50.000 gr/m³ si ricordi che il 20-25% circa della pasta di cemento è costituita da portlandite (Ca(OH)₂) e che occorre 1 molecola di CO₂ per ogni molecola di Ca(OH)₂... di qui il valore di C₂).

È quindi chiaro che:

— più calce idrata è presente nell'impasto dopo la presa minore è la profondità di carbonatazione e quindi **a parità di tipo di cemento** più un impasto è dosato, minore è (a parità di età e supponendo l'inerte... inerte) la profondità di car-



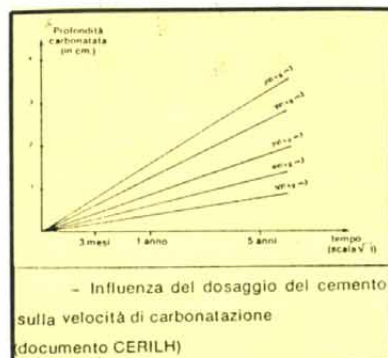
Cristalli di gesso dopo 90 cicli di solfonatazione su malta non protetta

bonatazione;

— più l'ambiente è inquinato quanto più CO₂ (prodotto finale di tutti gli inquinamenti c'è) tanto più è veloce il fenomeno.

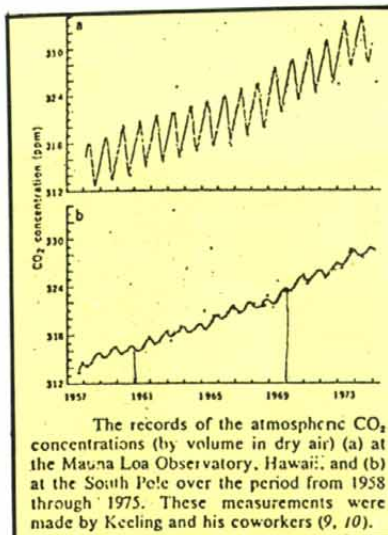
Si ricordi che la quantità di

CO₂ dell'atmosfera terrestre è in continua ascesa (si ha un incremento relativo alla quantità di base dell'1% anno) ma l'incremento non è tanto alto quanto sarebbe lecito attendersi dall'incremento dei consumi energetici. Sembra che parte dell'accesso di CO₂ da noi prodotto se ne vada in reazione

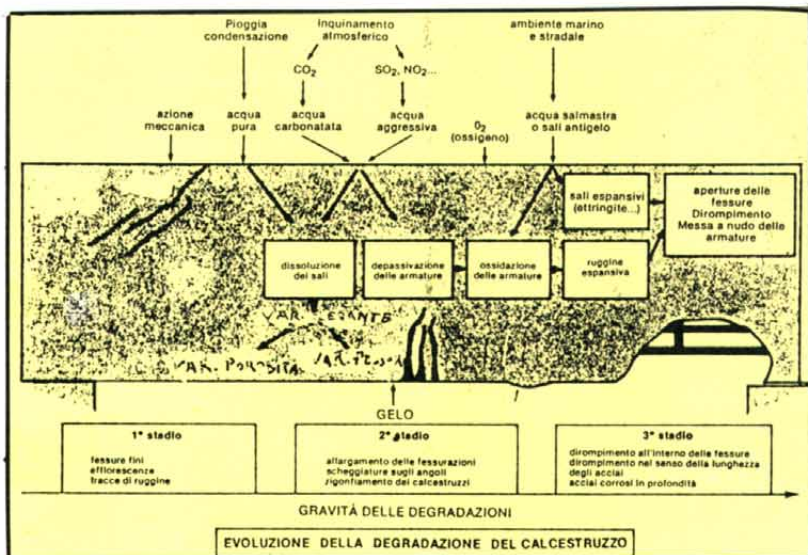


strane che interessano le biomasse (e forse anche un po' i nostri poveri cls!).

Si ricordi comunque che ad esempio nell'area di Milano si ha uno sviluppo di calore «artificiale» pari a 1/4 della radiazione naturale netta (mentre il valore su base nazionale scende ad 1/1000!) e che quindi le quantità in gioco anche di CO₂ sono notevoli. Sono utili letture (e fonte di dati al riguardo)



«Calore artificiale e modificazioni climatiche sull'area urbana di Milano» di M. Giuliani e «Misure di concentrazione di anidride carbonica atmosferica a Monte Cimone 1979-1983»



di V. Cundari e T. Colombo della Aeronautica Militare Italiana. Come esempio si riportano anche le concentrazioni di CO_2 nell'atmosfera registrate in zone (Polo Sud e Muana Loa) non soggette ad «eventi» occasionali e le quantità di CO_2 che dovrebbero (e per nostra fortuna **non**) sono presenti nell'atmosfera a causa dei consumi energetici.

In sintesi si può dire che, per calcolare C_2 occorre conoscere il tipo di cemento ed il dosaggio per calcolare C_1 occorre conoscere l'ambiente (campagna, città, tunnel ecc.) in cui è situata l'opera. Occorrerebbe ancora tenere in conto l'evoluzione di C_1 nel tempo! Per «durabilità» richie-

zialmente **dalla tecnologia**.

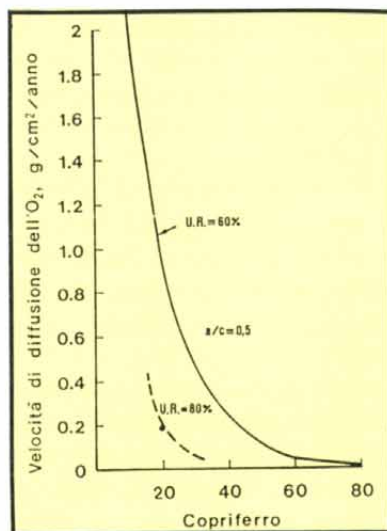
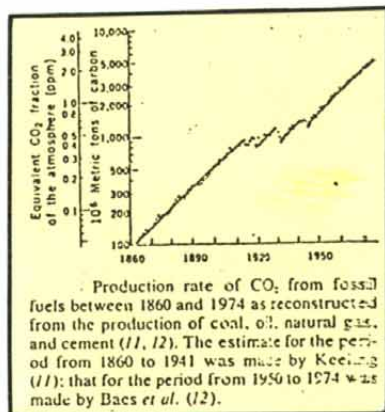
Non serve progettare un ottimo cls. se poi non lo si vibra ed anche adottando un opportuno copriferro da 3-4 cm. questi può essere assolutamente **inutile** se la granulometria o la messa in opera del cls. è tale (come avviene ad es. nei solai in laterocemento!) da **non** riverstire il ferro e lasciare i soliti nidi di vespe ecc.. Si vedono al riguardo le ricerche di Vai e Finzi (anni 87-90) sulle velocità di carbonatazione delle malte tipo realizzate con cementi Italiani: con diverse condizioni di maturazione (valutazione dei fattori tecnologici).

Un'indagine svolta dalla Federal Highway Administration (che tra l'altro ha appurato che la velocità di degrado del patrimonio USA è del 50% superiore a quello di nuova costruzione!) ha mostrato che ben il 42% delle cause di degrado delle opere in c.a. esaminate sono «Tecnologiche» e che il 22% sono «Esecutive» (lavoro mal eseguito).

D dipende dal rapporto acqua/cemento, dal tempo di maturazione (e dalle modalità del-

tiva ai coefficienti di permeabilità ottenibili.

Ovviamente D dipende dal tipo di gas che percorre il cls. (il CO_2 è **diverso** dall' SO_2 ecc.) ma è ovvio che considerazioni analoghe a quelle che si fanno per la carbonatazione valgono per l'ossidazione del ferro di armature. Qui il «Cattivo» è l' O_2 ma le idee sono le stesse.



Si riportano per cultura (tratte da una bella conferenza del Prof. Masazza pubblicata dal Collegio degli Ingegneri di Milano) i grafici che correlano, per diverse umidità relativa

sta sotto i 100 anni è però sufficiente **raddoppiare** il valore determinato oggi sperimentalmente.

Chiaro è però che se l'opera cambia destinazione (da tunnel o ponte ferroviario si passa a tunnel o ponte autostradale) occorre ricalcolare tutto e le variazioni (sia pur sotto l'effetto smorzante della radice!) sono notevoli (C , varia da 1 a 10 e quindi la velocità si incrementa di oltre 3 volte).

Sono utili al riguardo anche i dati trovati da Kyosti Tuuti in Scandinavia e da Currie (per il BRE) in Inghilterra.

Tra i parametri fin qui analizzati compaiono i materiali (C_2) e l'ambiente (C_1).

La permeabilità D (o meglio la diffusibilità) dipende sostan-

zialmente dalla compattazione e dallo stato di **sollecitazione del manufatto** (si vedono al riguardo anche le verifiche condotte da Cantoni e Finzi).

Nell'ipotesi di ottima modalità di maturazione, di compattazione ideale ecc. (ipotesi limite!) si riporta una tabellina rela-

Coefficiente di permeabilità (cm/sec)	Rapporto acqua/cemento	Tempo di maturazione richiesto*
$1 - 10^{-12}$	0.40	3 giorni
$1 - 10^{-11}$	0.45	7 giorni
$1 - 10^{-10}$	0.50	2 settimane
$1 - 10^{-9}$	0.60	6 mesi
$1 - 10^{-8}$	0.70	1 anno
$1 - 10^{-7}$	0.80	impossibile

e per diversi copriferri permeabilità e velocità di diffusione dell' O_2 nel cls.

Per dare degli ordini di grandezza si può dire che (riferendoci alla permeabilità del CO_2 come si fa per la permeabilità al vapor d'acqua e cioè come al numero di metri di aria equi-

valenti ecc.) si ha che un cls. classe 300 ha una permeabilità al vapor d'acqua di 70-80 mt ed una al CO_2 di 200-300 (cioè le permeabilità al CO_2 sono 1/4 di quelle al vapor d'acqua!) (N.B. per memoria: se la permeabilità di 1 mt. di cls. vale 300 mt d'aria, quella di 2 cm. (normale copriferro!) vale 6 mt.).

Un cls. leggero classe 300 ha valori che si aggirano attorno a 200, un cls. «misero» (ed in questa categoria ricadono praticamente tutti i cls. fatti in cantiere!) 150, normale 250 eccellente (quale dovrebbe essere un cls. da precompresso prodotto in stabilimento) 350.

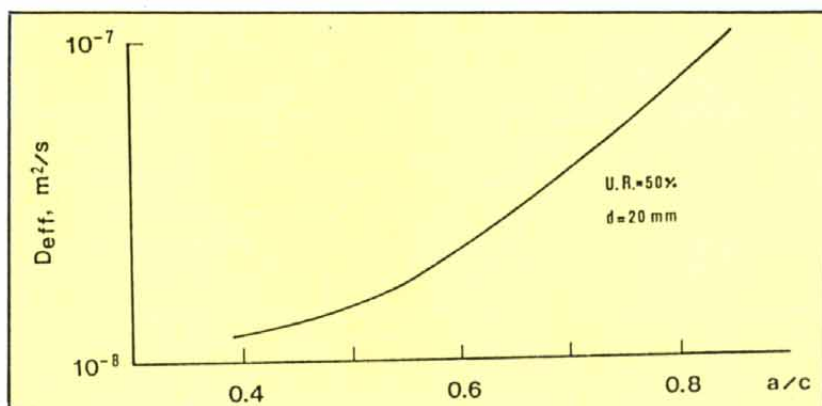
Si vede cioè che le variazioni sono assai contenute (da 150 a 350).

Un rivestimento acrilico ha valori di permeabilità di circa 20.000 mt (ma uno spessore di vernice di 0,5 mm. è già tanto ed equivale a 10 mt., come 2 cm. di copriferro di un buon cls.).

Al riguardo si ricordi per evitare errori clamorosi che un rivestimento impermeabile (le acriliche **non** sono impermeabili!) può decisamente **peggiore** la situazione (si riduce la diffusione **ma** la carbonatazione in ambiente secco (UR 40-60%) è **molto** più veloce che in ambiente umido!); si vede al riguardo il diagramma sperimentale di Klopfer su un improprio protettivo.

Come si vede, sempre nell'ipotesi che il cls. sia una massa omogenea (ben vibrato e ben maturato!) e continua (cose **non** vere ovviamente con copriferri e traferri inferiori alla granulometria max. degli inerti!) si può così facilmente trarre un calcolo del copriferro (o lo spessore di vernice) necessario (**in zona non fessurata**) per garantire una determinata durabilità.

Purtroppo però per una serie di ragioni che stanno tra psicologia e fede cieca nel progresso, si è creduto per circa tren-



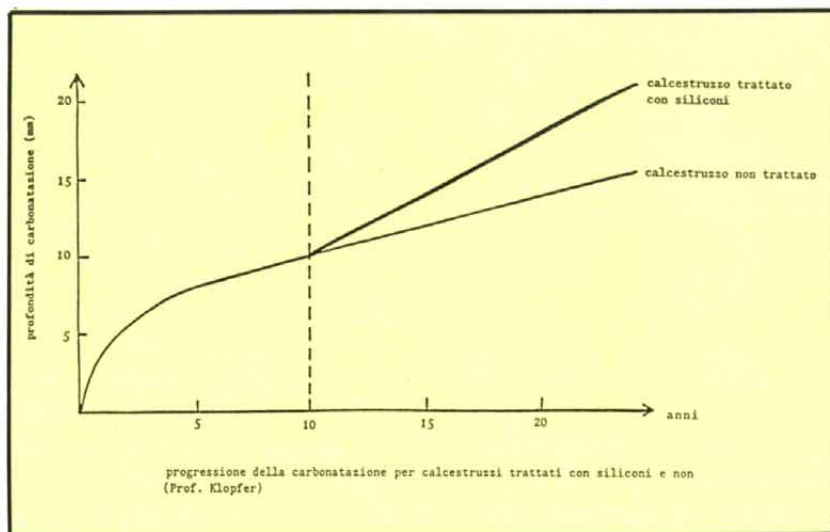
t'anni (1940-1970) che i manufatti in cemento, anche se mal eseguiti, garantissero durabilità talmente elevata (si parlava di diverse centinaia d'anni!) da rendere inutile un approfondimento del problema da parte del cosiddetto «ingegnere medio» che invece si era sempre posto con serietà il problema della durabilità (e quindi della pitturazione e delle verifiche periodiche) delle strutture e degli elementi metallici.

Sulla base di questa presunzione si sono trascurate le norme di elementare buon senso relative ai copriferri e si è arrivati alla abnorme normativa tecnica Italiana che ammette ancora oggi («per le solette» bontà sua!) copriferri di ben 8 mm.

Si specifica in altra parte sempre nella nostra normativa che i ferri **principali** devono avere copriferro di 2 cm ma non si dice nulla di esplicito

sui copriferri delle staffe, ignorando così il fatto elementare analizzato che è il ferro **più superficiale** che ossidandosi aumenta di volume e «rompe» la continuità dei cls. vanificando in breve tempo la protezione attiva e passiva che il calcestruzzo offre ai ferri d'armatura (attiva perché fino a che la pasta di cemento non è carbonatata l'ambiente chimico è tale da impedire le reazioni di ossidazione e passiva perché, anche se carbonatata ma non fessurata, la massa compatta ed a bassa permeabilità del cls. riduce la velocità di afflusso degli agenti ossidanti verso il ferro riducendo la velocità della corrosione).

Si ricordi sempre che si è di fronte ad un fenomeno fisico-chimico (sono cioè le condizioni ambientali che regolano la **possibilità** (presenza o meno di acqua in fase liquida nel cls.) o la **velocità** (quantità di



Ca(OH)₂ presente, ma anche **permeabilità** al CO₂ prima ed all'Ossigeno poi del cls.) di una reazione chimica.

A questi fenomeni di base (carbonatazione ecc.) seguono naturalmente i fenomeni di attacco dei carbonati da parte dei radicali SO_x ed NO_x contenuti nell'atmosfera urbana (Cancro della pietra).

Ricordando i diagrammi prima esposti, con l'umidità relativa media del 60% (normale nel nostro clima) si hanno profondità di carbonatazione, dopo 10 anni, superiori ai 10-12 mm. che sono, **purtroppo**, il normale ricoprimento delle armature di superficie non protette. In queste condizioni non fa meraviglia che si veda... quel che si vede nei dintorni di Milano.

A titolo d'esempio vorrei riportare un semplice calcolo di confronto tra le condizioni «Norme Italiane» (copriferro minimo reale 8 mm.) e «Norme DIN» (copriferro minimo 25 mm.) usando la formula già esposta.

Anche un **ottimo** calcestruzzo (classe 350) dopo 10 anni si raggiungono i 10 mm. di profondità (dopo 1 anno: 3,16 mm.) ed il copriferro è svanito; con un cls. normale (classe 250) si hanno (vedi diagramma) permeabilità almeno 4 volte maggiori e quindi profondità di carbonatazione (vedi; la formulina) almeno doppia (20 mm.).

Con 25 mm. ($25 = 10 \times 2,5!$) si avranno tempi (c'è una radice!) $2,5 \times 2,5 = 6,25$ volte **maggiori** ed il ferro sarà attaccato solo dopo i 62,5 anni! (con calcestruzzo «cattivo» però purtroppo dopo i 12-15 anni anche i 25 mm. non bastano!).

Come si vede, mentre per il calcestruzzo d'elevato dosaggio ed alta resistenza c'è qualche speranza, specialmente per i nostri cls faccia a vista c'è poco da fare.

Il tutto è ancora peggiorato dal fatto che, normalmente, una

facciata divide un ambiente protetto (interno) dall'esterno e quindi esiste una differenza di pressione parziale (la vecchia legge di Dalton) per i vari gas (H₂O in vapore, O₂, CO₂) tra i due ambienti e questo fa da «motore» e spinge i gas (come il CO₂) con pressioni parziali diverse ai due lati. Grazie a questo semplice fenomeno, si può avere una brutale accelerazione dei vari fenomeni in gioco.

Finora abbiamo esaminato il problema della carbonatazione come del fenomeno che apre la strada, tramite la passivazione della pasta di cemento, all'attacco delle armature da parte dell'ambiente esterno più o meno aggressivo.

Si è però anche notato (e si è dato anche qualche numero) che le variazioni dimensionali conseguenti a questo fenomeno sono notevoli e che possono indurre autotensioni e quindi collassi locali (sono quelle misteriose «crepe da ritiro» che compaiono dopo 3-4 anni dalla confezione degli elementi prefabbricati) che facilitano il compito agli agenti che aggrediscono le armature. Bisogna ora anche ricordare che uno degli effetti dell'avvio della corrosione delle armature è il *distacco* delle armature dal cls. (fessurato o meno) e quindi da un certo momento in poi *non* sussiste più una collaborazione ferro-cls. e ci si trova di fronte ad un sistema di «archi molto ribassati» più che ad una sezione in c.a.

Analoghi problemi si hanno, soprattutto nei solai in laterocemento gettati in opera, per cattiva tecnologia di getto e/o cattiva compattazione anche a tempo zero. È istruttiva al riguardo la lettura dei risultati del lavoro sperimentale di L. Biolzi e D. Cian «Esperienze su solai gettati in opera in differenti condizioni di aderenza acciaio-calcestruzzo» (La Prefabbricazione n. 9/1986) lavoro da cui si ripor-

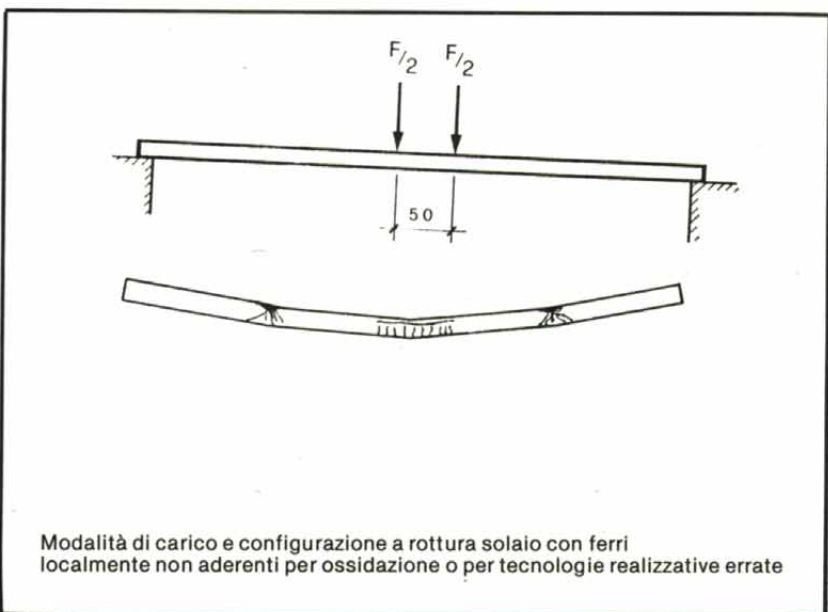
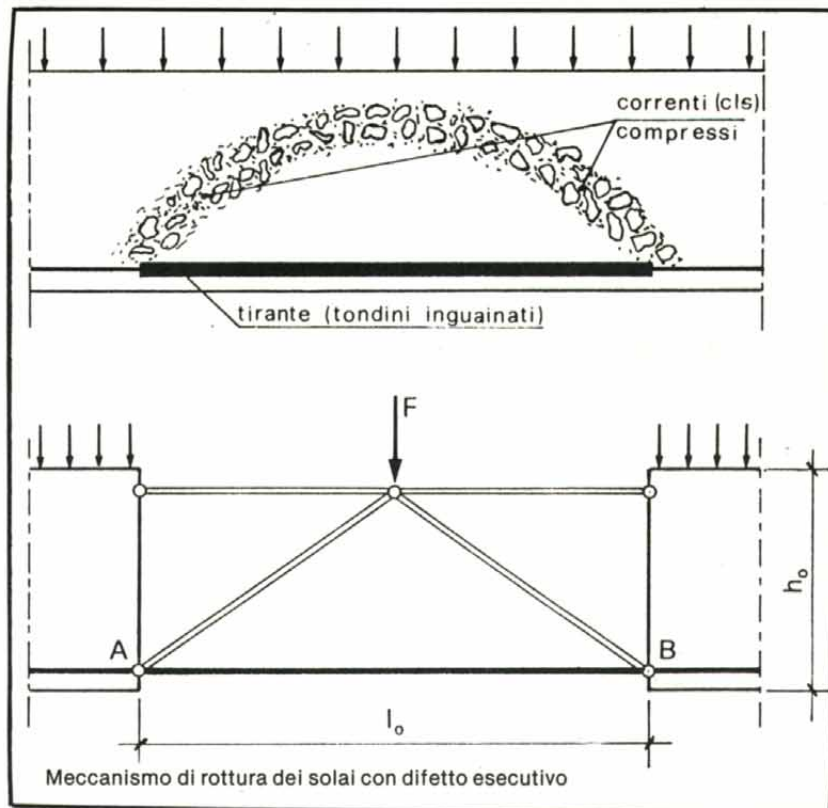
ta anche qualche figura) che ha verificato che pur con analogo comportamento in fase elastica «solo con carichi dell'ordine di 0,5-0,6 del carico di rottura si possono notare, delle diverse modalità fessurative, distinti funzionamenti statici (tra elementi normali ed elementi con cattiva aderenza locale N.d.A.). A rottura si rileva invece una *fortissima* differenza sia dei carichi limite (da 34 kN a 56 kN) sia addirittura delle sezioni interessate al collasso che *non* riguarda solo la sezione a momento massimo ma anche sezioni intermedie».

Quindi in condizioni di carbonatazione anche un attacco delle armature che non sia rilevante ai fini delle perdite di resistenza del ferro *in sé* ma che porti ad una de-coesione ferro-cls. può portare, come notato nello stesso articolo sopracitato, a gravi conseguenze.

«Dalle indicazioni numeriche tratte dalle prove si osserva che sia i metodi di calcolo a limite elastico sia i metodi a stato limite ultimo *non* consentono accurate previsioni della sicurezza della struttura» e questo è certamente un bel guaio perché vuol dire che non si può prevedere il comportamento strutturale di un elemento in cui la carbonatazione abbia raggiunto in qualche zona l'armatura! Questo è purtroppo la situazione di quasi tutte le strutture *non* protette (non verniciate con materiale adatto) realizzate *secondo* il regolamento italiano con più di 10 anni.

Si rimanda per la discussione del problema all'analisi dei dati trovati nell'indagine Assimpredil (svolta per conto della Regione Lombardia) di cui si riporterà qualche dato nei prossimi numeri.

Esiste, come già visto, il problema del mantenimento nel tempo dell'adesione ferro (ossidato)-cls. (carbonatato) anche senza la comparsa di feno-

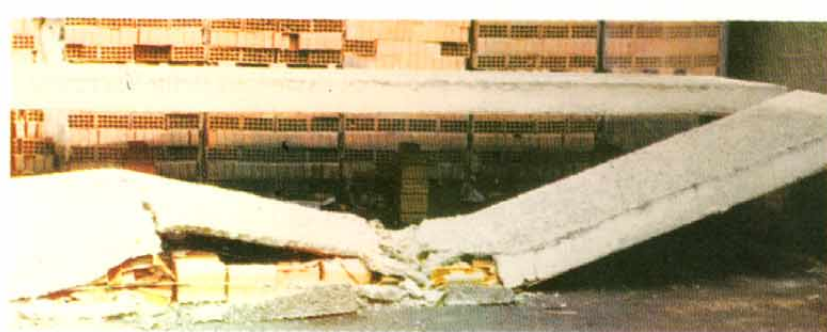


meni di disaggregazione esplosiva dovuti al forte aumento di volume dei prodotti dell'ossidazione e dell'idratazione del ferro. Esiste inoltre il problema della cosiddetta «armatura di superficie» (staffe, reti, elementi di diffusione e frettaggio ecc.) che, praticamente non protette, svolgono una funzione essenziale ai fini del mantenimento e della realtà dello schema statico previsto dal calcolatore. Con la scomparsa (per ossidazione o anche solo con la formazione di strati di ruggine tali da consentire lo scorrimento ferro-cls.) di questo tipo di armatura (fenomeno che col nostro regolamento, con l'attuale tecnologia esecutiva e con l'ambiente tipico della Pianura Padana si manifesta normalmente in 15-20 anni (vedi ricerca Assimpredil già citata) possono cambiare in modo drastico le modalità di rottura degli elementi (si devono temere le situazioni di Taglio-Flessione tipiche delle sezioni ai quarti più che le crisi per flessione in mezzerie o di (quasi) puro taglio agli appoggi).

Fenomeni importanti si possono verificare (per le variazioni dimensionali differite nel tempo dovute sempre alla carbonatazione) anche (e forse soprattutto) per elementi sottili precompressi. Come si vedrà questa fenomenologia è già prevista dai model-codes CEB ma è inutile illustrarla per consentire una efficace lettura degli stessi ed una più agevole interpretazione del quadro fessurativo (e deformativo) che si può formare in elementi che a tempo zero non sembrano presentare alcuna difformità.

Una obiezione classica relativa a quanto finora illustrato è «Ma possibile che nelle normative (Italiane ed Europee) non si trovi nulla al riguardo?».

In realtà molte cose sono contenute (in forme non esplicite!) nella normativa Europea



e qualche cenno c'è persino nella normativa Italiana. Se si legge con attenzione il capitolo 2 (Materiali) del D.M. attuativo della legge 1086 si nota infatti che nel paragrafo 2.1.6 «Ritiro» dice:

«In mancanza di sperimentazione diretta e quando non si ricorra ad additivi speciali, si ammetteranno per il ritiro **finale** $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ i seguenti valori:

a) Atmosfera con umidità relativa di circa il 75% (e quindi con cls. quasi saturo e quindi carbonatazione lenta che provoca **piccole** variazioni dimensionali (si vedano i diagrammi precedenti!)

t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \leq 60$ cm
1 ÷ 7 giorni	$0,43 \cdot 10^{-3}$	$0,31 \cdot 10^{-3}$
8 ÷ 60 giorni	$0,32 \cdot 10^{-3}$	$0,30 \cdot 10^{-3}$
> 60 giorni	$0,19 \cdot 10^{-3}$	$0,28 \cdot 10^{-3}$

b) Atmosfera con umidità relativa di circa il 55% (prossima alla condizione di max carbonatazione).

t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \leq 60$ cm
1 ÷ 7 giorni	$0,26 \cdot 10^{-3}$	$0,21 \cdot 10^{-3}$
8 ÷ 60 giorni	$0,23 \cdot 10^{-3}$	$0,21 \cdot 10^{-3}$
> 60 giorni	$0,16 \cdot 10^{-3}$	$0,20 \cdot 10^{-3}$

In cui t_0 è l'età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro. α dimensione fittizia $2 A_{c/u} A_c$, area della sezione del conglomerato

U, perimetro della sezione del conglomerato **a contatto con l'atmosfera (!)**

Per valori intermedi si interpolerà linearmente.

Per valutare la caduta di tensione nelle armature da c.a.p. conseguente al ritiro del cls. si terrà conto delle prescrizioni contenute al punto 3.2.7.1.

Il 3.2.7.1. dice: «Per il calcolo delle cadute di tensione, salvo più precise valutazioni (vedi punto 2.1.6.) si possono adottare i seguenti valori:

— 0,003 (300 micron/mt) se la struttura viene precompressa prima di 14 giorni di stagionatura (ma il cls. **deve** aver raggiunto 1/0,48 volte la sollecitazione di precompressione sul cls. vale a dire circa 350-400 Kg/cm²).

— 0,00025 (250 micron/mt) se la struttura viene precompressa dopo 14 giorni di stagionatura.

Per strutture particolarmente sottili ed ambiente particolarmente secco (secco, in condizioni Europee, equivale a UR 50%) dovranno adottarsi valori superiori.

Si noti l'introduzione di α (che è in sostanza uno «spessore equivalente»), del concetto che variando le umidità relative variano i ritiri, del fatto che **in più** per spessori sottili le cose vanno peggio di quanto indicato.

Non è molto ed i dati sono insufficienti ed imprecisi.

In campo Europeo le cose vanno meglio; già il Codice-modello CEB/FIP per le strutture in cemento armato (e tutta la nostra normativa dovrebbe riferirsi ed in realtà **si riferisce** ai codici del CEB (Comitato Europeo del Calcestruzzo) già nell'edizione 1978, (si veda l'edizione italiana curata dall'A.I.T.E.C.).

Nei «Dati generali per il calcolo - 2 - dati relativi al calcestruzzo» al punto 2.5.4. Viscosità e Ritiro e soprattutto nell'allegato e - Comportamento nel Tempo del Calcestruzzo (paragrafo e.1.4. Ritiro), dopo aver indicato i dati riportati dalla normativa Italiana dà una curva (che si riporta) di influenza dello «spessore fittizio» sul ritiro che mostra variazioni quasi da uno a due (0,70 contro valori superiori ad

1,20).

La deformazione relativa di ritiro che si sviluppa in un intervallo di tempo $(t-t_0)$ è data da:

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{so} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

con:

$\varepsilon_{so} = \varepsilon_{s1} \cdot \varepsilon_{s2}$ coefficiente di base del ritiro

ε_{s1} dipendente dall'ambiente (tab. e.1, col. 4)

ε_{s2} dipendente dallo spessore fittizio h_0 (art. e.1.6. e fig. e.5);

β_s funzione corrispondente allo sviluppo del ritiro nel tempo (fig. e.6) dipendente dallo spessore fittizio h_0 (art. e.1.6.);

t età del calcestruzzo al momento considerato, corretta secondo l'art. e.1.5., prendendo $\alpha = 1$ in qualsiasi caso;

t_0 età del calcestruzzo al momento a partire dal quale si considera l'influenza del ritiro, corretta secondo l'art. e.1.5., prendendo $\alpha = 1$, in ogni caso.

Oltre che da t e t_0 il ritiro dipende soprattutto:

- dall'umidità dell'ambiente,
- dalle dimensioni dell'elemento,

— dalla composizione del calcestruzzo,

— dalla temperatura ambiente.

Si ricordi ancora che lo stesso CEB (e.1.6. «Spessore fittizio») dice che «Lo spessore fittizio» è definito da:

$$h_0 = \lambda \frac{2A_c}{u}$$

U = perimetro a contatto con l'atmosfera

A_c = area della sezione di cls.

λ = coefficiente che dipende dall'ambiente e cioè:

Ambiente	λ
acqua	30
atmosfera molto umida	5
esterno in generale	1,5
atmosfera molto secca	1

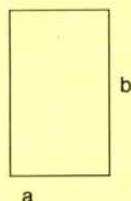
Cioè nel CEB per strutture all'esterno, per una normale sezione è l'ambiente che determina l'entità del ritiro a tempo infinito.

N.B. Si ricordi per giudicare i valori numerici indicati, che il CEB non analizza il campo dei «piccoli spessori» perché impone che lo spessore mi-

— a 15 mm.,
— al diametro della barra o del condotto, (con o senza guaina) destinato all'armatura di precompressione, fino a 40 mm., e non oltre,
— alla dimensione dell'inerte più grosso, aumentato di 5 mm., se questa dimensione è superiore a 32 mm. e si ricordi che le classi CEB sono riferite a valori **sul cilindro** (=0,85 valore sul cubo) e che l'ambiente urbano è definibile come «aggressivo».

Conviene però ora dimenticare i cenni contenuti nella vecchia normativa e vedere, su alcune sezioni reali, di calcolare, sia pure con qualche approssi-

Esempio



Italia

$$U = 2(a + b)$$

$$A_c = a \times b$$

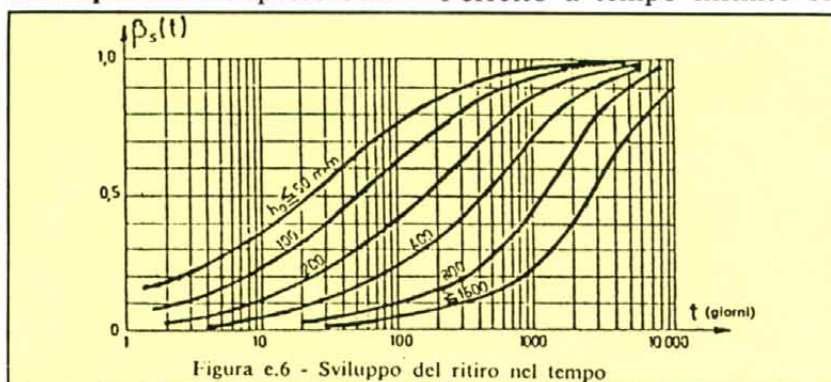
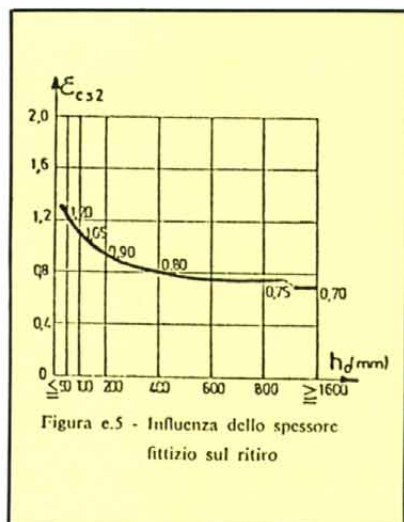
$$\alpha = \frac{2A_c}{u} = \frac{a \times b}{a + b}$$

CEB

$$\alpha = h_0 = (I - 30) \frac{a \times b}{a + b}$$

mazione, gli effetti dei fenomeni dimensionali connessi alla carbonatazione.

Si può considerare dapprima l'effetto a tempo infinito su



nimo del copriferro non sia inferiore per qualunque armatura (e quindi anche per le staffe e le reti!):

una nostra sezione precompressa a trefoli aderenti (ad esempio la gamba di un elemento di TT strutturale) di

**RICOPRIMENTO MINIMO IN mm
PER ARMATURE POCO SENSIBILI ALLA CORROSIONE**

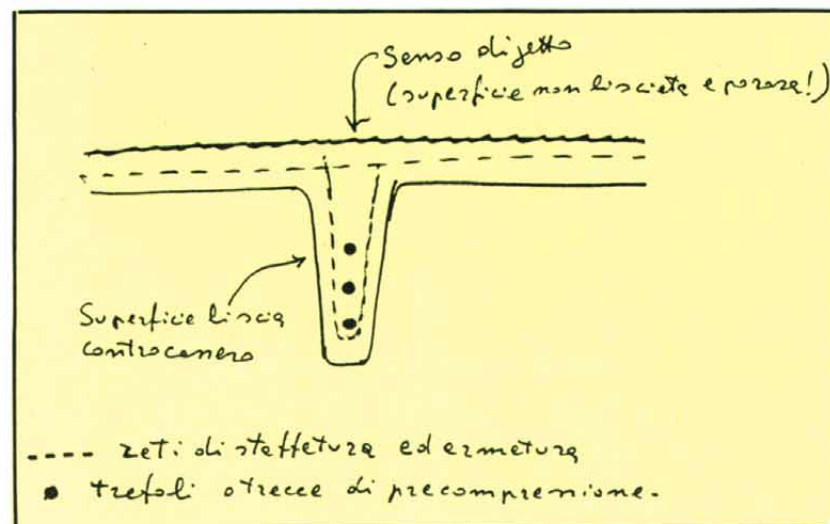
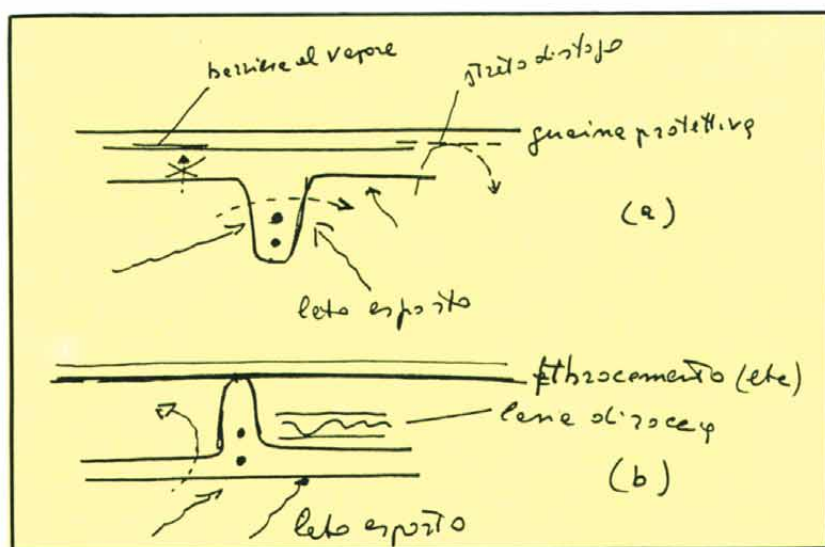
Ambiente	Classi del calcestruzzo					
	C12, C16, C20		C25, C30, C35		C40, C45, C50	
	Caso in generale	Sotile membrane	Caso in generale	Sotile membrane	Caso in generale	Sotile membrane
Poco aggressivo	20	15	15	15	15	15
Moderatamente aggressivo	30	25	25	20	20	15
Aggressivo	40	35	35	30	30	25

spessore variabile da 8 a 12 cm. (9 cm. nell'interno dei trefoli) e poi su una analoga sezione «sotile» (5-6 cm. nell'interno dei trefoli). Da quanto si è già visto la sezione «sotile» non è neppure considerata dal CEB. Dimentichiamo questo «dettaglio» e vediamo cosa succede.

Le variazioni dimensionali in una sezione composita non sono di facile predizione.

Infatti data una sezione come in fig. occorrerà innanzitutto sapere da che lato sia possibile l'attacco dell'atmosfera; questo varia a seconda dell'utilizzo dell'elemento e si avranno quindi (vedi fig.) diverse situazioni di percorrenza a seconda delle **modalità produttive** del prezzo (che condizionano la permeabilità **locale** che risulta ovvia-

mente minore nelle zone contro cassero, minore nelle zone ben vibrare (e non segregate! Attenzione!) rispetto a quelle a scarsa vibrazione ecc.) delle **modalità di utilizzo** e di **finitura**



L'ambiente esterno incide sulla velocità di carbonatazione in almeno due modi:

- con la concentrazione di CO_2 , che come si è già visto può incrementarsi fino a 10 volte il valore normale;
- con il valore della U.R. media che, mentre è relativamente elevata nei nostri climi (75-80%) ed è quindi lontana dai valori corrispondenti alla massima velocità di carbonatazione e **soprattutto** alla massima variazione dimensionale per carbonatazione (si passa dagli 800 a meno di 400 mi-

cron/mt!), si porta al valore medio di 66-60 negli ambienti condizionati (quindi un grande magazzino, affollato e condizionato, è l'ideale per avere alto tenore di CO_2 ed U.R. prossima al max utile per il fenomeno che ci interessa).

In pratica le diverse modalità di utilizzo e finitura si traducono in una diversa modalità di carbonatazione (e quindi di variazione dimensionale) rispetto al pezzo di base.

Per elementi precompressi una diversa carbonatazione posta a variazioni dimensionali equivalenti a variazioni di modulo elastico (e quindi di geometria delle norme) nella sezione.

Se, ad esempio, la velocità di carbonatazione della tavola

dell'elemento in fig. è rallentata dalla presenza di una impermeabilizzazione aderente, le cose vanno come se il modulo elastico delle zone «gamba» si riduca rispetto a quello della tavola (la gamba carbonatata più rapidamente varia la sua dimensione (si «ritira») più rapidamente come se il suo modulo d'elasticità si riducesse).

Basta però che sia previsto uno strato di diffusione che il fenomeno non compaia e la variazione dimensionale (il secondo ritiro) della tavola predomini su quella della gamba.

Per tavola di modestissimo spessore (sotto i 5 cm.) il fenomeno può portare a conseguenze importanti.

Il fenomeno è complicato di per sé e uno ancora di più difficile lettura della compresenza dei rifluimenti viscosi del materiale.

Oltre a tutto qui si **deve** far riferimento a prove che postulino l'attraversamento delle pareti da parte dei gas e non anormali prove statiche.

Sistemi che «accelerino» e evidenzino i fenomeni esistono, da quello (atmosfera di CO_2) proposto da Fatthui alle macchine di prova ora in uso (vedi foto).

È oggi possibile accelerare i fenomeni di circa 30 volte ma si può operare con sicurezza solo su cls. vecchio (oltre 6 mesi) in cui la reazione di idrata-



Cristalli di portlandite in paste di cemento. Ingrandimento 2000x

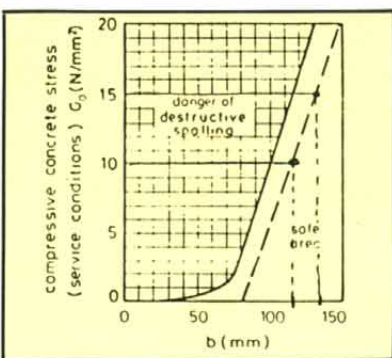


zione abbia molto progredito e siano ben presenti in forme definitive quelle strutture cristalline delle Portlandite (cristalli di $Ca(OH)_2$) il cui sfaldamento è probabilmente causa della variazione di volume e del degrado della resistenza e trazione del conglomerato (sono preferenzialmente disposti sulle **interfacce** tra inerti e pasta di cemento!).

Si è visto come dei fattori «di contorno» come le modalità di impermeabilizzazione possano influenzare l'andamento delle deformazioni nel tempo di un pezzo di sezione sottile.

Si vuole ora riportare qualche dato che mostri come una buona progettazione di durabilità (quindi adeguati spessori minimi, buone caratteristiche del cls., copriferri sufficienti) sia **anche** una progettazione che garantisce una sufficiente resistenza al fuoco.

Facendo riferimento alle



norme C.E.B. (bollettino 174, 1987) si riporta in fig. 1 lo spessore **minimo** di una trave esposta al fuoco da 2 - 3 lati (è il tipico esempio delle «gambe» di un solaio nervato) in funzione della compressione del cls. in condizioni di esercizio per evitare il ben noto fenomeno dello «spalling» che in breve tempo può distruggere la sezione.

Si ricordi che per gli elementi precompressi a trefoli aderenti verso le zone di appoggio (diciamo ai quarti) le compressioni nelle gambe sono di 100-150 kg/cm² e che quindi sono ammissibili solo spessori dai 12-14 cm. in su e va considerato seriamente il pericolo del cosiddetto «spalling esplosivo» che in sostanza fa comportare la sezione come fosse soggetta a rottura fragile.

Fig. 2 Non load-bearing partition walls (reinforced or unreinforced)

Fire resistance period	Minimum wall thickness t (mm)	Minimum wall thickness t (mm)
	dense aggregate concrete	lightweight aggregate concrete
F 30	60 **	60 **
F 60	80 **	80 **
F 90	100	80 **
F 120	120	95
F 180	150	120
F 240	175	140

* Note: Valid for lightweight concrete with a density of about 1,7 t/m³. For higher densities dimensions should be increased (see Chapter 4.1.7).

** Note: Height of wall must not exceed 3 m.

Fig. 3 Load-bearing reinforced concrete walls, dense aggregate concrete

Fire resist. period	Design details		Design details	
	working concrete stress t/a (mm)	working concrete stress t/a (mm)	working concrete stress t/a (mm)	working concrete stress t/a (mm)
F 30	120/10	120/10	120/10	120/10
F 60	120/15	120/15	140/25	140/25
F 90	140/25	140/25	170/35	170/35
F 120	160/35	160/35	220/45	220/45
F 180	200/55	200/55	300/85	300/85
F 240	240/75	240/75	400/85	400/85

f_{ck} = characteristic strength (cube)

Analogamente gli spessori minimi dei muri in cls. portanti e non portanti sono fissate (per classe 120) a 12 e 16 cm. rispettivamente ed il copriferro minimo è fissato a 35 mm.

Per gli elementi a trazione vale quanto indicato nella fig. e per le travi semplicemente appoggiate quanto indicato in fig.

Le tabelle sono state riprodotte in lingua originale ma sono di facile lettura. Fanno

Reinforced and prestressed concrete tensile members					
Fire resistance period	Design details				
	Heavy aggregate concr.	Lightweight concr.	Heavy aggregate concr.	Lightweight concr.	Heavy aggregate concr.
	Member width/axis distance b/a (mm)	Member width/axis distance b/a (mm)	Member width/axis distance b/a (mm)	Member width/axis distance b/a (mm)	Member width/axis distance b/a (mm)
F 30	80/35	200/20	80/28	200/18	200/18
F 60	120/50	300/35	100/50	300/28	300/28
F 90	150/65	400/45	120/60	400/35	400/35
F 120	200/75	500/55	160/75	500/45	500/45
F 180	240/90	600/70	190/90	600/55	600/55
F 240	280/100	700/80	225/100	700/65	700/65

Reinforced and prestressed concrete simply supported beams, dense aggregate concrete					
Fire resistance period	Design details				
	Beam width b in mm and corresponding minimum (alternative) axis distance a in mm	Beam width b in mm and corresponding minimum (alternative) axis distance a in mm	Beam width b in mm and corresponding minimum (alternative) axis distance a in mm	Beam width b in mm and corresponding minimum (alternative) axis distance a in mm	Minimum web thickness b _w in mm
F 30	b 80 a 25	b 120 a 35	b 160 a 45	b 200 a 55	80
F 60	b 120 a 40	b 160 a 55	b 200 a 70	b 240 a 85	100
F 90	b 150 a 55	b 200 a 70	b 240 a 85	b 280 a 100	100
F 120	b 200 a 65	b 240 a 85	b 280 a 100	b 320 a 115	120
F 180	b 240 a 80	b 280 a 100	b 320 a 115	b 360 a 130	140
F 240	b 280 a 90	b 320 a 115	b 360 a 130	b 400 a 145	160

riferimento ad una temperatura di crisi dell'acciaio di 500°C; il valore di a (distanza dell'asse del ferro più in pelle della superficie) è limitato dalla necessità di avere in ogni caso un ricoprimento di 10 mm. (questo ovviamente non va bene in termini di durabilità!).

Come ultimo «memento» si riporta una tabella per la stima della profondità di carbonatazione probabile in un cls. realizzato con cemento Portland.

La tabella (di Pihlajavaara) è tratta dal libro «Corrosion of reinforcement in concrete construction» (a cura di A.P. Crane ed è pubblicato dalla Society of Chemical Industry

— Estimation of carbonation depth in Portland cement concrete. Carbonation depth = $10B\sqrt{t}$. Values of constant B.

Carbonation time (years)	Quality Concrete and storage condition					
	Low strength		Middle strength		High strength	
	Outdoors (moist)	Indoors	Outdoors (moist)	Indoors	Outdoors (moist)	Indoors
	Thickness of carbonation layer					
	B = 0.6	B = 1.0	B = 0.2	B = 0.5	B = 0.1	B = 0.2
1	6	10	2	5	1	2
2	9	14	3	7	1.5	3
5	13	22	4	11	2	4
10	19	32	6	16	3	6
25	30	50	10	25	5	10

(Londra)) dal capitolo 14 «Investigation and repair of damaged reinforced concrete structures» (Allen - Forrester). (Il libro è oggi il più aggiornato esistente nel settore).

Si può notare che i valori di profondità di carbonatazione all'esterno (outdoors) (dove il cls. può essere bagnato dalle piogge!) sono in tutti i casi pari a circa metà dei valori che si rilevano all'interno e che passando da un cls. da cantiere ad un cls. da stabilimento i valori scendono a meno della metà e che solo con cls. di alta classe, come quelli che, almeno da noi, si ritrovano praticamente solo nei cls. estrusi (procedimenti per cui se il cls. non è eccellente non è possibile formare il pezzo), i copriferri «italiani» da 8-10 mm. danno durabilità accettabili.

Naturalmente la tabella riportata serve solo per avere una prima idea della situazione probabile della struttura e si basa su le condizioni medie nord-Europee (le nostre, nel nord Italia almeno, sono assai più severe). Per una valutazione attendibile bisogna far riferimento ai dati ed alle tabelle riportate nei primi numeri di questa serie.

Per chiudere (per ora almeno) l'argomento si vuole accennare alcune semplici conseguenze (nel tempo!) dei fenomeni analizzati:

— Le «crepe» conseguenti al-

le variazioni di spessore.

— Le «crepe» sui bordi dei grandi pannelli.

— Le variazioni di monta negli elementi sottili precompressi.

— In generale la comparsa delle fessure di «2° ritiro» dopo diversi anni dal completamento delle opere (sui muri caricati e non).

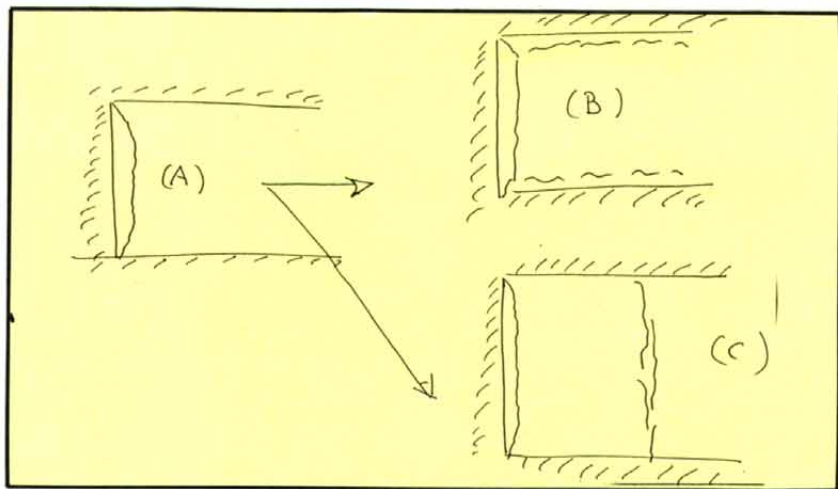
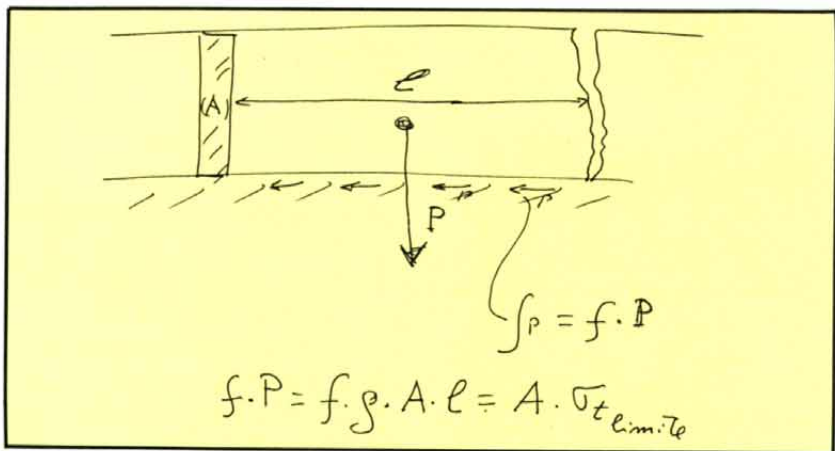
— L'ingobbamento delle sezioni multistrato che dividono ambienti con diverse caratteristiche igrometriche o/e composte da strati di cls. di diverse età o caratteristiche.

— Il crearsi di autotensioni notevoli in sezioni composte da cls. ed altri materiali (solai in laterocemento e pannelli compositi).

La comparsa delle fessure a trazione è conseguenza delle autotensioni generate dai ritiri differenziali (la pelle si carbonata ed il nucleo no) è facile da spiegare dato che le deformazioni impedito (diverse centinaia di micron/metro) generano (tramite i moduli di elasticità normali e tangenziale) sollecitazioni superiori alla resistenza a trazione dei materiali (se ad esempio si impediscono deformazioni di 500 micron/metro (valore probabile di carbonatazione) si possono avere, pur con il modesto modulo di elasticità normale a tempo infinito di 150.000 kg/cm² × cm sollecitazioni di trazione di circa 80 kg/cm²) o si caricano i

materiali che compongono con il cls. la sezione mista (come il laterizio dei solai misti) di azioni conseguenti assai ri-

le classiche crepe a V aperte in testa fino a che non si supera il limite dell'attrito muro-terreno e si trasformano in nor-



levanti.

Meno immediata è invece la spiegazione della comparsa improvvisa di crepe e di distacchi sul bordo dei muri (grandi pannelli od elementi gettati in opera).

Bisogna in questo caso considerare che le **forme di attrito** conseguenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti si oppongono alla variazione dimensionale. Se, come spesso accade nei grandi pannelli, il pannello è efficacemente vincolato al solaio si aprono sui bordi distorsioni del tipo in figura che a seconda del prevalere o meno del vincolo pannello-solaio sulla resistenza interna del pannello si trasforma col tempo dalla configurazione A a B o C.

Per i muri liberi si avranno

mali crepe verticali.

Per avere una indicazione sulle distanze tra le crepe di secondo ritiro su un elemento appoggiato (muro di recinzione, pannello appoggiato alle estremità o su un lato ecc.) si ricordi che si forma la crepa quando il vincolo di attrito, opponendosi al naturale movimento dell'elemento esercita una azione che supera le resistenze a **trazione** del cls. della sezione di **minima** dell'elemento stesso.

Con $\xi_{cls} \approx 2300 \text{ Kg/mc}$ per un cls. classe 150 - 200 (murretto)

$\sigma_t \approx 30$, $f = 0,33 \div 1$ distanza di crepe $l = 3,9 - 1,3 \text{ mt.}$ e per un pannello portante (cls. classe 300-350)

$\sigma_t \approx 80$ la distanza di crepa vale $l = 10,3 - 3,5 \text{ mt.}$

Le deboli armature presenti nei muri influiscono poco sulla distanza di crepe (con 1% si ha un incremento del 15%). Solo con una adeguata precompressione (che verrà sostanzialmente in gran parte persa nel tempo) si possono evitare le fessure di secondo ritiro, mentre per il primo ritiro è possibile intervenire durante la maturazione (con espansivi, trattamenti termici, antievaporanti, ecc.) per evitare il fenomeno. Si può quindi dire che le «crepe» sono per il cls. un po' quello che le rughe sono per gli uomini.

Indipendentemente dalle patologie prima esposte si vorrebbe concludendo ricordare al lettore che il cls. ed il c.a. (normale e precompresso) sono il realtà materiali dal comportamento sicuro ed affidabile e che è possibile anche in caso di forte aggressione da inquinamento (come è purtroppo il caso delle nostre aree urbane) garantire una adeguata durabilità tramite una corretta progettazione.

Occorrerà avere cura di **non** avere bruschi sbalzi di spessore nella sezione, avere copri-ferri da 20-25 mm (vita con buon cls. ≥ 50 anni), evitare le aggiunte dannose al cls., **vibrare** il tutto, avere una bassa porosità (basso rapporto A/C! se occorre con l'uso di fluidificanti), evitare i regimi fessurati, disporre le armature «in corpo» e **non** «in pelle», ed infine non considerare come strutturali gli spessori armati inferiori agli 8-10 cm.

Questo sopra vale naturalmente nell'ipotesi che non si voglia fare uso di aggiunte di inibitori di corrosione al cls. o trattamenti di armature.

A riguardo esiste ad oggi una certa esperienza. Non si tratta però di cose che possono essere effettuate con leggerezza.